

# 低平地における排水対策について

権藤幸彦 | 前佐賀県土木部長・現佐賀県道路公社副理事

## 1. 概要

本県の地勢特徴として、山地は標高1,000m以下で山は比較的浅く、山地と平地の面積割合は全国平均87:13に対し、71:29と平地面積の割合が大きい。さらに、県下には自然排水の困難な地域、いわゆる低平地域が全平地面積の約70% (全平地面積約700km<sup>2</sup>の内低平地域約510km<sup>2</sup>) を占め、県下人口の35%にあたる約30万人がそこに住んでいる。とりわけ、有明沿岸低平地域は、県都佐賀市をはじめとして、重要交通網や広大な優良農地を擁し、本県政治経済の最重要地域であるにもかかわらず宿命的な低地であるゆえ昭和30年代から始まった地盤沈下や有明海の潮汐作用による浮泥の堆積等による排水条件の悪化等によって毎年多くの県民が水害に悩まされている。

このような地域を洪水氾濫から防御するために治水施設の整備促進を計ることは急務の課題であるが、事業に要する費用、用地の確保等困難な問題も数多く、一朝一夕に整備水準を高めることは困難な状況にある。このような現状を踏まえた上での低平地域の排水整備方策として、流域が従前か

ら保有している保水遊水機能の維持、機能増大ならびに土地利用を含めた総合的な治水対策の推進を計ることが必要である。排水計画は、広く社会的、経済的、物理的な総合的立場から作られるべきことはいうまでもなく、計画の最終評価は、これらの視点から行われるべきであるが、計画の基準として客観的に示しうるものは物理的な分野に集中する場合が多い。この意味で本検討は、主として物理的な視野に立って県下全域を対象とする相対的な評価のための基礎資料を準備することを目的とし検討を行った。

## 2. 水害および地形的条件の特性

### 2.1 近年における水害の概要

平成2年7月、昭和60年6月、55年8月、54年6月、51年8月、47年7月・・・と記憶に残る大きな水害だけでも3～4年に1回の頻度で確実に発生しており、夕立程度の降雨による局所的な道路冠水や家屋の浸水は日常茶飯事となっている。

平成2年7月2日の梅雨前線による大雨は県内各地で記録的な豪雨であった。同日の佐賀气象台での日雨量は288mmは昭和28

年6月25日の366mmに次ぐ降雨であり、また前回の激特事業に採択された昭和55年の牛津及び佐賀市大水害の日雨量193mmを大幅に上まわるものであった。特に、今回は午前5時から8時までの3時間に164mmという短時間降雨が既往最大の集中豪雨であった。このため県下全域のいたるところで河川の氾濫があいつぎ堤防の破堤、欠壊が起こり、越水と内水で県の平地面積の約半分(350km<sup>2</sup>)が浸水した。被害は県下で、死者2人、負傷者15人、住家の全破壊31戸、床上浸水4,629戸、床下浸水21,120戸に達し、その他、公共土木施設、農林水産業施設、

林業施設、農作物関係など、多岐にわたり被害総額は、580億円にものぼり、うち公共土木施設は3,600箇所、169億円と最近の水害としては非常に大きな被害となった(表-2.1参照)。

特に浸水が著しかった所は塩田町役場附近、武雄・北方インター附近、牛津町役場附近であり、1.5~2.0mの浸水であった。

水害の形態をみた場合、これまでは破堤によるものが大きな比率を占めていたが、近年では内水によるものが卓越しており、この傾向は増々増加する傾向にある。

## 2.2 地形および社会的条件からみる特性

湛水を起こさせている根本的な要因は、もともと地盤が低いということにつけるが、湛水による被害を増大させている要因は、1)直接的に湛水を助長、増大させているもの、2)被害を増大させているもの、の2つに分けられる。また、これらの要因は1)自然的なもの、2)社会的・人為的なもの、そして3)地盤沈下現象のような自然的・人為的なものが複合したものとに分けられる。

### [自然的要因]

低平地域面積510km<sup>2</sup>のうち有明海沿岸部をみると、塑望平均満潮位(T. P2.66m)より標高の低い土地が220km<sup>2</sup>におよび、これらの海面以下の地域では自然排水が極めて困難であり、強制排水に頼らざるを得ない地域が多い。

また有明海の海岸堤防付近での干陸化は年間5~7cmと観測されており、この潟土堆積により排水樋管埋塞等が生じ、排水機能を著しく低下させている。

### [社会的要因]

山間部の開発ならびに宅地化等により、流域の保水機能は著しく低下しており、このため洪水の集中、降雨到達時間の短縮が顕著になり従来の排水施設では対応できなくなっている。また土地利用の高度化に伴う資産の増加は、同程度の降雨に対しても、その被害額を増加させている。

表-2.1 平成2年7月出水被害一覧表

### (1) 一般被害

区 分		被 害
人的被害	死者	2
	行方不明	-
	重傷	3
	軽傷	12
住家被害	全壊	14
	半壊	17
	一部破損	76
	床上浸水	4,629
	床下浸水	21,120

### (2) 被害総額

(単位:千円)

区 分	被 害 額
公立文教施設	265,322
農林水産業施設	28,540,602
公共土木施設	16,903,808
その他の公共施設	237,584
農産被害	1,290,846
林産被害	110,065
畜産被害	37,034
水産被害	284,374
商工被害	10,293,895
その他	12,550
計	57,976,080

## 〔地盤沈下〕

低平地域の大部分は最大深30mにもおよぶ明粘土層で形成されており、その自然含水比は100～170%と高く、脱水圧密されやすい地質である。このような地域において、地下水の過剰揚水が行われ、地盤沈下の進行している地域は約320km<sup>2</sup>にもおよんでおり、昭和32年から現在までの最大沈下量は108cmに達している地区もみられる。また沈下容量は3.3億m<sup>3</sup>と推計されている。

この現象は、潮位と堤内地水位との差が大きくなり、自然排水をますます困難とし、湛水被害を増大させている大きな要因の一つとなっている。

## 3. 排水施設の現状

### 3.1 河川の現状

低平地の河川は、田手川、城原川のように山水を排水する河川と、それに複雑に結びついたクリークと呼ばれる堀、ならびに江湖と呼ばれるミオ筋が発達した水源を持たない河川で代表される。クリーク面積は約2,200haにもおよび、法河川の密度(流路長/面積)は九州各県平均0.37km/km<sup>2</sup>に対し

表-3.1 河川整備状況(県管理分)

水系名	要改修延長	施工済延長	整備率
筑後川水系河川	208.6km	46.9km	22.5%
嘉瀬川水系河川	94.3km	32.8km	34.8%
六角川水系河川	156.1km	41.6km	26.6%
松浦川水系河川	171.7km	62.1km	36.2%
二級水系河川	367.4km	133.2km	36.3%
合 計	998.1km	316.6km	31.7%

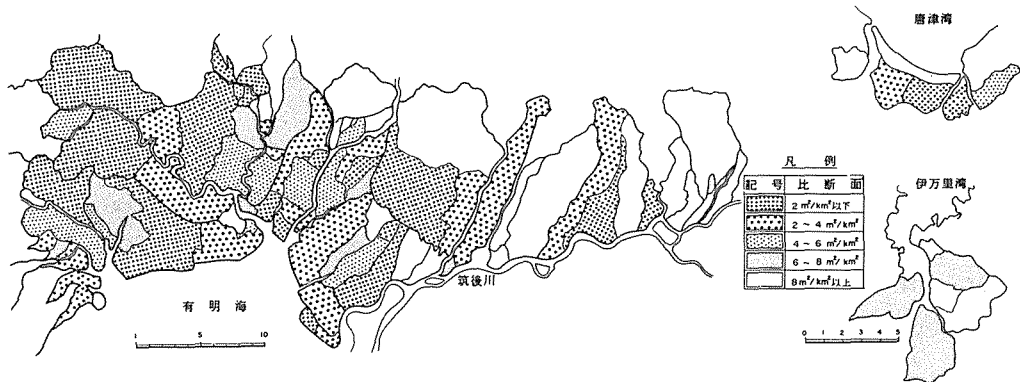
佐賀県は0.63km/km<sup>2</sup>と非常に大きい。また、これらの内水河川やクリークは、排水機能を有しているというものの、水田のかんがい用水を保存するための水利施設や管理体制が定着しているため、洪水排除効果を全面的にこれらの水路に期待することは難しい状況にある。

なお、県下全域でみた河川の整備状況は、表-3.1に示すように、県で管理している中小河川においては約31%と低く(当面の目標として時間雨量60mm〔年超過確率1/10年〕、河川の重要度に応じ1/30～1/50年の河川もある)、河川からの内水域への溢水および河川水位の上昇による湛水時間の増長

表-3.2 地域区分毎の排水樋管の現況

地域区分	流域面積(km <sup>2</sup> )	樋管数	樋管断面		比断面区分による内水地区数				
			通水断面(m <sup>2</sup> )	比断面(m <sup>2</sup> /km <sup>2</sup> )	2 m <sup>2</sup> /km <sup>2</sup> 以下	4 m <sup>2</sup> /km <sup>2</sup> 以下	6 m <sup>2</sup> /km <sup>2</sup> 以下	8 m <sup>2</sup> /km <sup>2</sup> 以下	計
神 埼・鳥 栖	149.14	62	1,081.42	7.25	2 (2)	6 (4)	6 (0)	8 (2)	14(6)
佐賀江川以北	91.20	64	428.40	4.70	2 (2)	3 (1)	3 (0)	3 (0)	3 (0)
佐賀江川以南	69.70	90	360.06	5.17	2 (2)	8 (6)	9 (1)	10(1)	13(3)
本 庄 江 川	29.09	18	79.09	2.72	1 (1)	3 (2)	4 (1)	5 (1)	5 (0)
嘉瀬川周辺	39.35	35	164.66	4.18	3 (3)	7 (4)	9 (2)	10(1)	14(4)
牛 津 川	60.73	47	279.45	4.60	5 (5)	7 (2)	10(3)	12(2)	14(2)
六角川上流	51.00	27	63.59	1.25	4 (4)	4 (0)	5 (1)	5 (0)	6 (1)
六角川下流	80.16	74	186.66	2.33	4 (4)	9 (5)	10(1)	10(0)	11(1)
白 石・鹿 島	102.68	60	384.32	3.74	3 (3)	11(8)	14(3)	16(2)	18(2)
唐 津	15.74	13	106.50	6.77	2 (2)	4 (2)	5 (1)	5 (0)	6 (1)
伊 万 里	27.40	16	226.57	8.27	0 (0)	0 (0)	0 (0)	4 (4)	7 (3)
計	716.19	506	3,360.72	4.69	28(28)	62(34)	75(13)	88(13)	111(23)

図-3.1 現況樋管の整備状況



等，域内排水不良の一因となっている。

### 3.2 排水施設(樋管，ポンプ)の現況

現況の排水施設等の排水系統や地形状況等を考慮し，内水地区を116地区に細分割し調査検討を加えた。各内水地区毎の排水樋管および排水ポンプの整備状況を調査した結果は，表－3. 2，図－3. 1となり次のように考察される。

#### [排水樋管の整備状況]

低平地域全体の排水樋管の整備状況は，樋管数：506箇所，通水断面積：3,360m²，比断面積4.7m²/km²（通水断面/流域面積）となっている。上記の比断面積4.7m²/km²は，後述する最も効果的な比断面積6～8 m²/km²に対し，かなり小さい数値となっている。また，比断面区分による内水地区数をみると，8 m²/km²以上の排水樋管を有している内水地区は，全体111地区中の23地区にすぎず，残り88地区（約80％）はこれ以下となっており，整備状況の遅れを物語るものといえよう。なお，地域区分毎の比断面および樋管1箇所当りの通水断面，流域1 km²当りの樋管数についてみると，排水樋管の整備率が最も低い地区は，六角川上流地区：1.25 m²/km²，六角川下流地区：2.33m²/km²，本庄江川地区：2.72m²/km²，白石鹿島地区：3.74 m²/km²の順となっている。特に，六角川周辺地区の整備率の低さがめだつと同時に，樋

管1箇所当りの通水断面もその他の地区が最低でも4 m²以上であるのに対し，六角川上流：2.36m²，六角川下流：2.52m²と小規模となっていることがめだつ。

なお，流域1 km²当りの樋管数は，全地区平均で0.7となり，約1.5km²に1箇所の分布状況となっている。

#### [排水ポンプの整備状況]

排水ポンプの整備状況は，表－3. 3に示すように，低平地全域で，

- ・設置箇所数：85箇所
- ・排水量：571m³/s
- ・比排水量：0.80m³/s/km²

となっているが，後述する年超過確率1/10年降雨に対する必要排水ポンプ容量1,440m³/sに対し，約40％である。特に，近年の出水をみた場合，堤防破堤等による被害に比べ内水による被害の割合が増加している（小降雨による被害はほとんどが内水被害）ことを考えると，河道の整備とあわせ排水ポンプの整備も促進していく必要がある。

なお，地区毎の整備率は外水条件（自然排水の容易さ）に支配されるため，比排水量のみでは比較できないが，比較的整備の進んでいる地区は牛津川，白石，鹿島，神埼，鳥栖，佐賀江川以南地区で全地域の67％（385m³/s）となっている。

表-3.3 地域区分毎の排水ポンプの現況

流 域 区 分	流域面積(km <sup>2</sup> )	ポンプ設置ヶ所数	現 況 排 水 ポ ン プ	
			排水量 (m <sup>3</sup> /s)	比排水量 (m <sup>3</sup> /s / km <sup>2</sup> )
神 埼 ・ 鳥 栖	149.14	12	118.8	0.80
佐 賀 江 川 以 北	91.20	2	72.0	0.79
佐 賀 江 川 以 南	69.70	6	61.0	0.88
本 庄 江 川	29.09	3	17.0	0.58
嘉 瀬 川 周 辺	39.35	6	29.0	0.74
牛 津 川	60.73	13	80.1	1.32
六 角 川 上 流	51.00	1	0.8	0.02
六 角 川 下 流	80.16	10	52.0	0.65
白 石 ・ 鹿 島	102.68	27	125.0	1.22
唐 津	15.74	1	3.4	0.22
伊 万 里	27.40	4	12.1	0.44
計	716.19	85	571.2	0.80

## 4. 排水水理計算の手法と諸条件

### 4.1 計算手法と諸元

#### 〔計算手法〕

排水水理計算は、排水機構の複雑な地区および単純な地区に区分し、この区分地区毎に、現実に即した計算モデルと計算手法によるものとする。

- (1) 複雑な地区：湛水位が複数の内水池とそれぞれの池の排水条件とに関連して発生している地区。

この場合の排水計算は内水地区を広域的にとらえた連続貯留池モデルによる貯留排水計算で行うこととする。

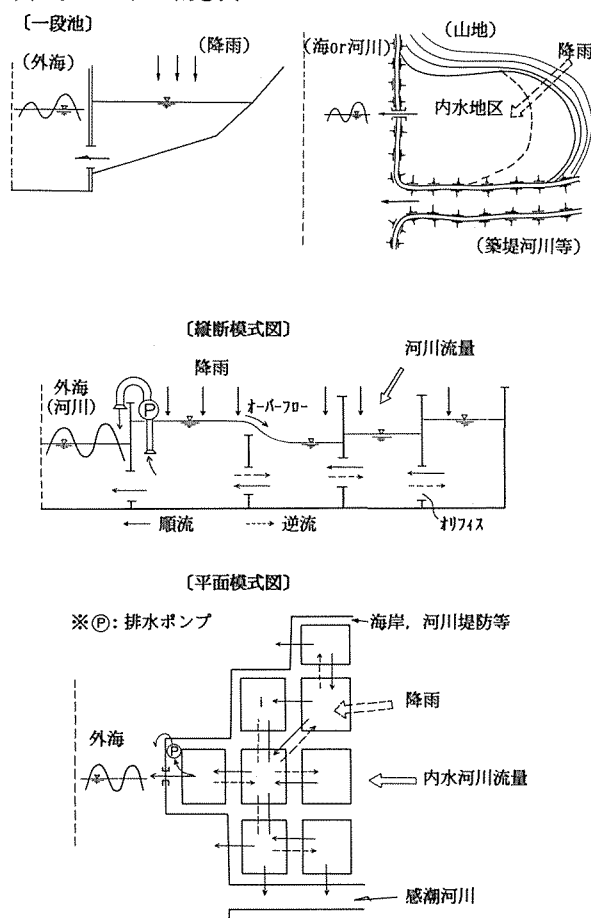
$$\text{基本式} \cdots \cdots (I_i - O_i) \cdot dt = dS_i \cdots \cdots (1)$$

ここに  $I$  : 流入量  
 $O$  : 流出量  
 $i$  : 内水地の番号

排水計算の基本的な手法は次のとおりである。

- ①  $t$  時刻の外水位  $H_2$  (代表値)

図-4.1 モデル概念図



と  $t$  時刻の内水位  $H1$  の条件下における各池間の流出量 ( $O_i$ ) の試算  $O_i = C_i | H2_i - H1_i |$

これを微小時間  $\Delta t$  間 ( $t \sim t_i$  時刻) の排水量とする。

- ② この流出量 ( $O$ ) と  $t \sim t_i$  時刻の各種流入量 (他池からの流入, 降雨量等)  $I$  から  $\Delta t$  間の各池の貯留増減量  $\Delta V = \Sigma I - \Sigma O$  を求める。

- ③  $t_i$  時刻の貯留量  $V_{t_i} = V_t + \Delta V$

- ④  $V_{t_i}$  と  $H \sim V$  関係式から  $t_i$  時刻の内水位の算定

- (2) 単純な地区：湛水位が単独の内水地区のみの条件によって発生している地区。この場合の排水計算は、中四地建貯留モデルにもとづく貯留排水計算で行う。

基本式  $\cdot \{I_n + I(n+1)\} / 2 \cdot \Delta t$

$- \{O_n + O(n+1)\} / 2 \cdot \Delta t$

$= \{V(n+1) - V_n\} \dots\dots(2)$

排水計算の基本的な手法は次のとおりである。

- ①  $n$  時刻の流入量 ( $I_n$ )、排水量 ( $O_n$ )、貯留量 ( $V_n$ ) および  $n+1$  時刻の流入量 ( $I_{n+1}$ ) の既知値を基準にする。

- ② 内水位 ( $H1$ ) の仮定による  $n \sim n+1$  時刻の排水量 ( $O_{n+1}$ ) の試算と湛水位の計算 ((2) の関係式を満足する  $O_{n+1}$  の計算) する。

- (3) 内水位計算の諸条件

- 1) 池の連結および排水流入条件

連結断面の流入・排水の人為的操作と慣行は水門操作に置き換えるものとする。

- 2) 連結断面からの流入・排水量計算式  
連結断面の形状ならびに上、下流水位の状態別にオリフィスおよび堰の流量式を基準とする。

- 3) 計算区分時間

(イ) 複雑な地区：貯留・排水現象を微小時間でとらえることとし、 $\Delta t = 30$

sec とする。

(ロ) 単純な地区：試算的に  $n \sim n+1$  時刻の排水量および湛水位を求めるものであり、 $\Delta t$  は 1hr を採る。

[排水計算の諸元]

- (1) 内水流出量

貯留関数法で推算するものとする。その定数は表-4. 1 のとおりである。

$$S = K \cdot q^p$$

なお、河川を区分した池の流出量は  $Q = A \cdot r/t$  で算定するものとする。

$r$  : 降雨量 (mm/hr)

$A$  : 池面積 ( $m^2$ )

$t$  : 3600sec

- (2) 外水波形 (図-4. 2 参照)

- 1) 潮位を外水位とする地区

該当地区の実績潮位を採る。

- 2) 河川水位を外水位とする地区

各内水地区の代表排水地点実績水位を採る。なお、観測記録のない地区については、上、下流地点の実績水位記録により推算する。

- (3) 各池間の連結断面

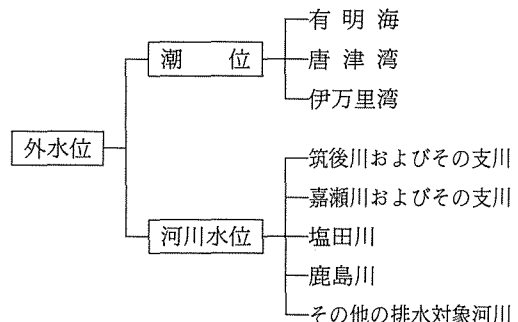
- 1) 水門、樋管等の連結断面

構造物台帳および現地調査結果にもとづく断面を採る。

表-4.1 貯留関数定数

流域	定数	K	P	$f_1$	Rsa (mm)
山地		35.0	0.43	0.6	100
平地		11.4	1.00	0.5	100

図-4.2 対象地区



2) 河川断面で代表する連結断面（仮想断面）池間の最小通水断面を横断面から調査し、この矩形化断面で代表した。

3) 越流形態で代表される連結断面（オーバーフロー）

池の境界を形成する堤防、道路等の低標高部の矩形化断面で代表した。

#### 4.2 モデル降雨(計画基準洪水)の設定

[モデル降雨の設定]

#### (1) 代表降雨

本検討の主旨，すなわち「各内水地区毎の必要施設規模等の評価は，県下全域を総対的にみた評価とする」に準じ，全地区同一の外力（降雨，水位）状態での指標で評価するものとする。

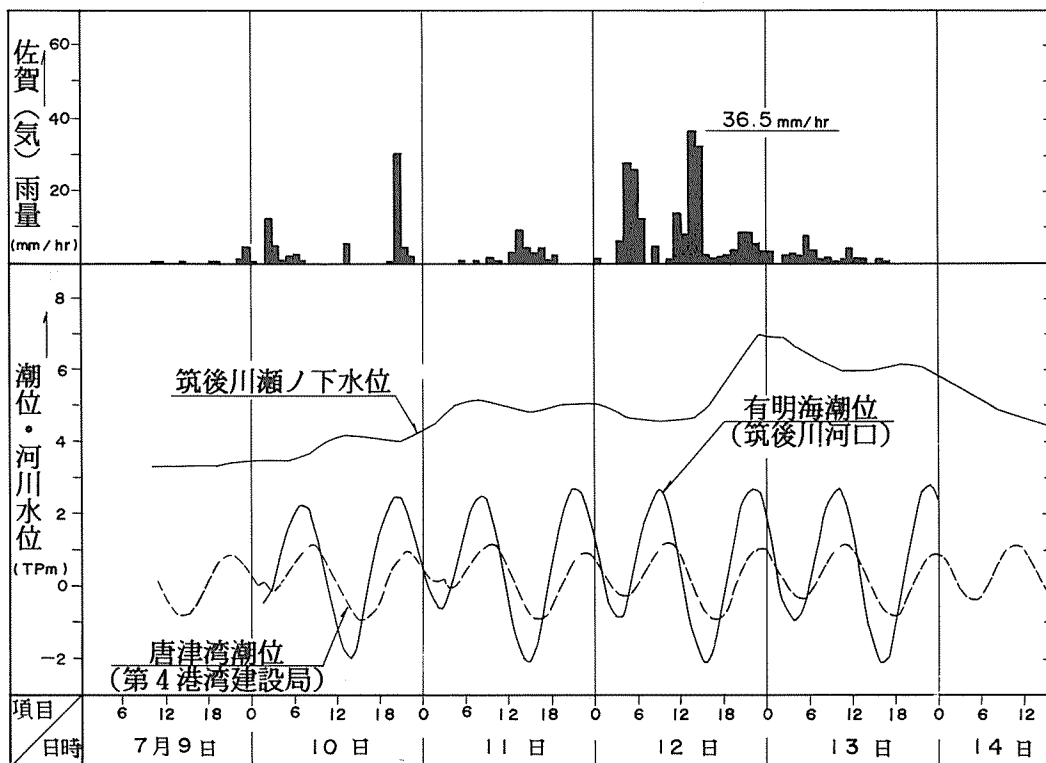
この意味で，計画対象降雨は，ある代表的な1地点の降雨が全地域に平均的に降った場合を想定することとし，雨量記録が長期にわたって整備されている佐賀雨量で代

表-4.2 主要5洪水とその降雨確率評価

種 別 洪 水	日 雨 量		2 日 雨 量		3 日 雨 量		連 続 雨 量		備 考
	雨量 (mm)	W	雨量 (mm)	W	雨量 (mm)	W	雨量 (mm)	W	
① S.28.6	366.5	1/60	465.1	1/63	555.8	1/67	590.6	1/42	既往最大洪水
② S.30.4	274.6	1/23	366.8	1/29	402.5	1/23	405.4	1/11	
③ S.47.7	150.0	1/3	256.0	1/10	300.0	1/10	341.0	1/7	最近の著名洪水
④ S.54.6	177.5	1/6	245.5	1/7	316.0	1/12	461.5	1/17	最近の著名洪水
⑤ S.55.8	191.5	1/8	308.0	1/17	357.5	1/18	390.5	1/10	最近の著名洪水

図-4.3 基準洪水の降雨パターンと主要地点の外水波形

(昭和47年7月実績洪水)



表するものとした。

## (2) 代表洪水パターン

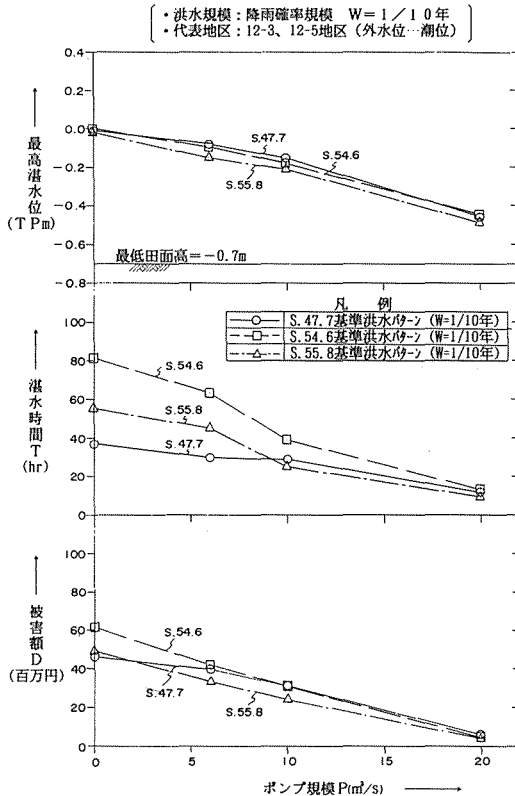
排水対策関連事業の計画の洪水規模は、当面の目標として、一般的に超過確率 $W=1/10$ 年洪水規模が採られている。この意味で、基準洪水は、降雨確率規模で概ね $1/10$ 年程度と評価され、かつ記憶に残る著名な洪水である昭和47年7月洪水の実績降雨および外水位を採用することとした。(表-4.2及び図-4.3参照)

### [基準洪水の妥当性]

基準洪水(S47.7実績洪水)の妥当性について、

- (イ) 主要実績洪水の降雨パターンによる確率規模10年洪水と基準洪水の被害の発生状況
- (ロ) 基準洪水の外水位パターンの変化による被害発生状況の検討を代表地区で実施

図-4.4 実績主要洪水パターン別の発生被害比較図



した結果は以下のとおりである。

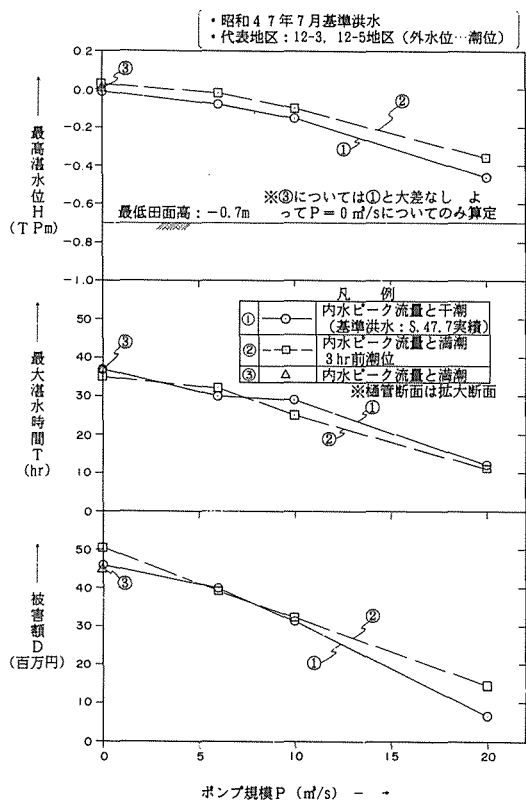
## 1) 基準洪水とその他主要実績洪水の被害発生状況

その他の実績主要洪水(S54.6出水, S55.8出水)の降雨パターンによる確率規模10年洪水と基準洪水の想定ポンプ規模毎の被害状況をみたものが図-4.4である。

この図にみるとおり、基準洪水は上記の2洪水に対し、ピーク水位および被害額(P=0を除き)では最大洪水となっており、基準洪水の代表パターンとして適切なものであると裏づけられる。

なお、湛水時間では、S54.6月出水, S55.8月出水, S47.7月出水の順となっているが、これは、S54.6月出水の外水位が小潮であったのに対し、その他は大潮であったことによるものであるが、被害の

図-4.5 内水流量と外水位の組合せ時差による発生被害の比較図





度合を評価する指標としては、ピーク内水位および湛水時間の両者を考慮した被害額が適切なものといえる。

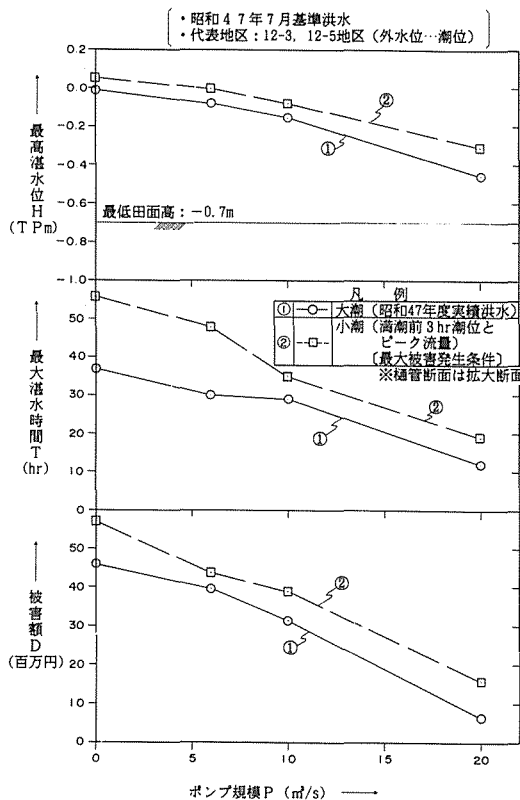
## 2) 外水位パターンの変化による発生被害の変化

基準洪水は図一 4. 3 にみるとおり、大潮の干潮と内水流出量ピークが重なった出水であるが、この洪水の外水位を小潮と想定した場合、また、内水流出量ピークと外水位の重なりをずらした場合、排水効果(被害)は基準洪水のそれとどう変わるかについて検討を加えた。

### ①内水ピークと外水位ピークのずれによる被害

代表地区について、内水ピークのずれを 1：干潮時 2：満潮3時間前 3：満潮時の3ケースについて検討した結果を図一 4. 5 に示す。

図-4.6 大潮,小潮の外水位による発生被害の比較図



この図にみるとおり、実績(基準)洪水に対し、湛水時間(最低田面での)はいずれも大きな差はないが、ピーク水位、被害額は、

- ・ピーク水位：4～10cm、・被害額：10% (P=0の場合)

程度のピーク流量となり、満潮3時間前の潮位が重なった場合の方が被害が大きく発生することがみとめられる。

②基準洪水の外水位を小潮(ピーク流量と満潮3時間前)と想定した場合の被害をみたのが図一 4. 6 である。

この図にみるとおり、上記同様

- ・ピーク水位：6～15cm、・湛水時間：7～19時間、・被害額：25% (P=0の場合)
- 程度となり、小潮の方が被害が大きく発生することが認められる。

## 5. 排水システムの検討

各内水地区の排水施設整備計画を検討するため、図一 5. 1 に記載する事項について検討を行った。ここでは、特に低平地域全域に共通する

- 1：樋管等自然排水断面の拡大、
- 2：遊水機能の評価、

の検討結果について紹介する。

### 5.1 樋管等自然排水断面の拡大による排水効果

[現況樋管+ポンプと拡大樋管+ポンプの比較検討]

排水効果の判定、すなわち各内水地区の排水施設は、いずれが得策であるかは、単

図-5.2 樋管拡大前後のQ～D曲線

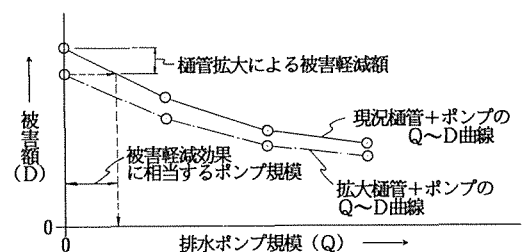


図-5.1 排水対策構想の効果一覧図

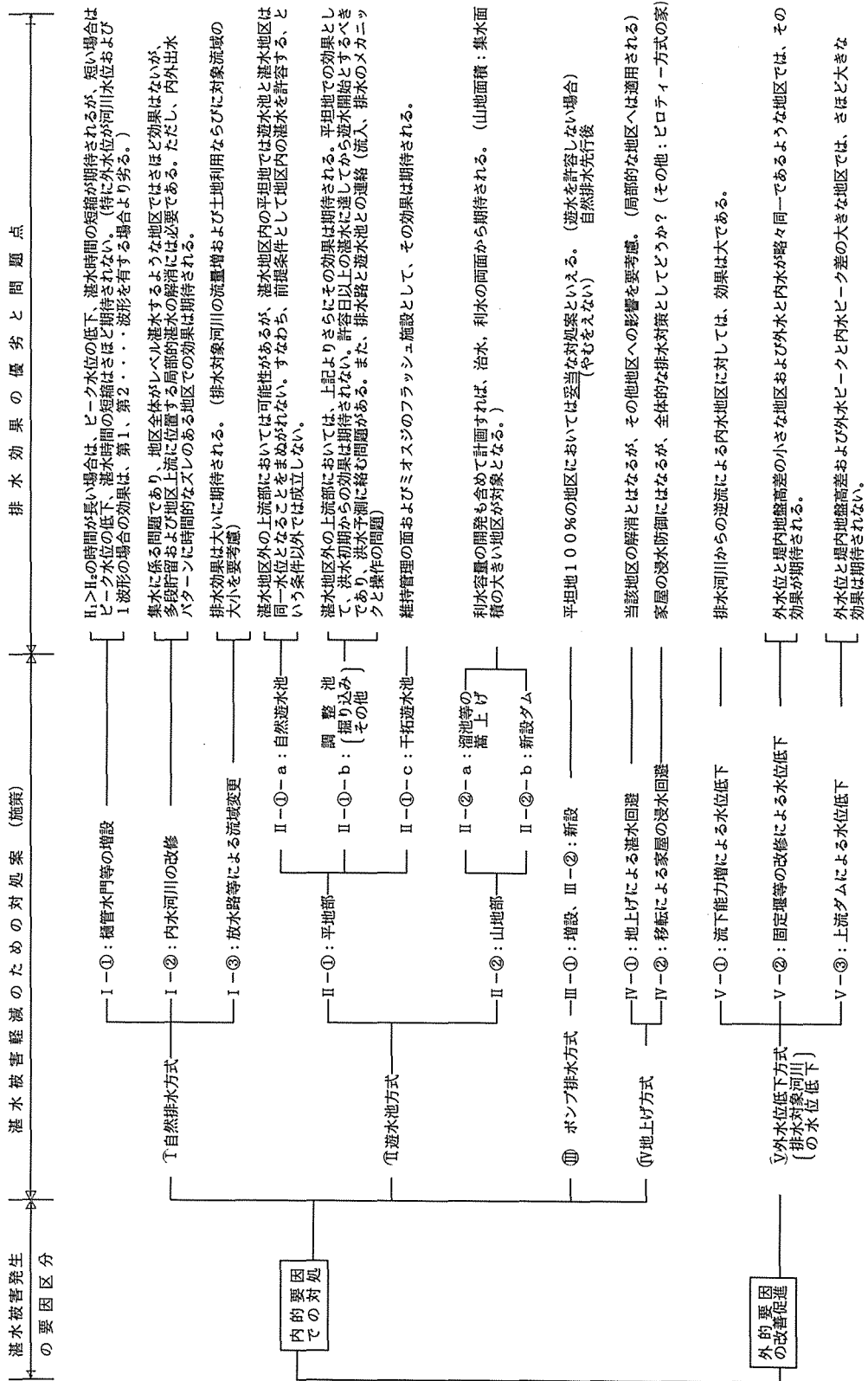


図-5.3 自然排水効果の検討結果(判定)

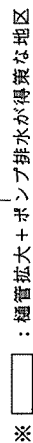


図-5.4 現況樋管 拡大樋管のポンプ規模別・内水位・灌水時間・被害額の比較図

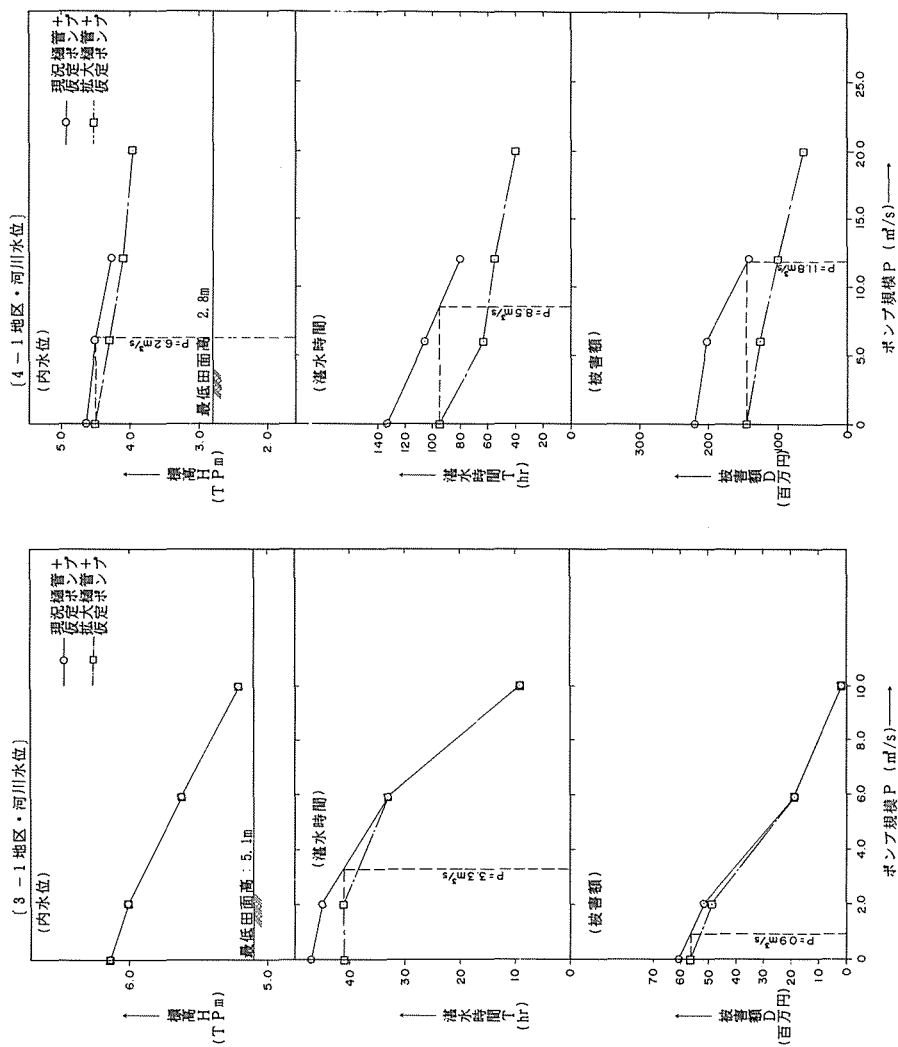
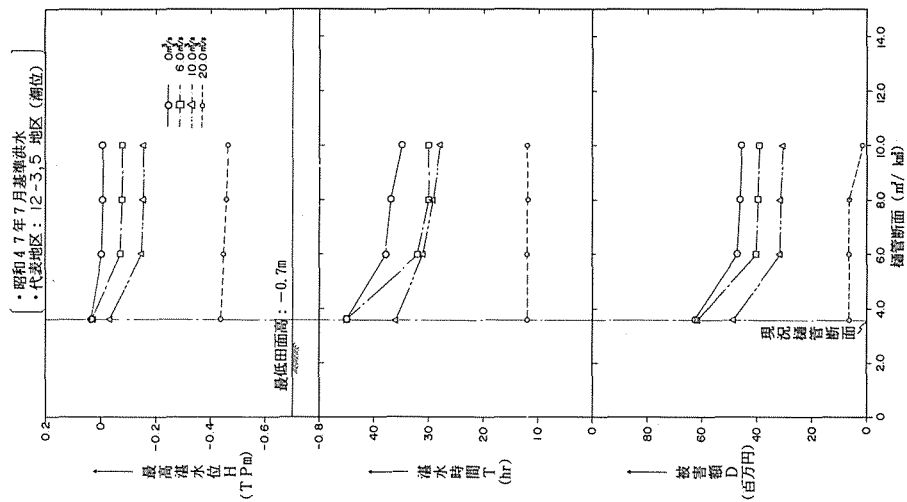


図-5.5 樋管拡大規模と各指標からみる被害軽減量関係図



独指標の比較のみでは判定し難い。よって、ここでは、樋管拡大の事業費とその排水効果に担当するポンプ規模の事業費を指標として判定することとした。

なお、ポンプ規模は、排水効果を総合的に代表しうる、すなわちピーク湛水位の低減効果および湛水時間の短縮効果の両者を勘案した被害軽減効果に相当するポンプ規模を採ることとした。(図-5.2 参照)

以上の検討として、現況樋管断面  $4 \text{ m}^2/\text{km}^2$  以下の代表20地区について検討を行った結果、図-5.3, 図-5.4 に示されるように、代表20地区中の18地区が樋管拡大+ポンプによる対策の方が、現況樋管+ポンプによる対策より得策であるとみとめられた。

[樋管拡大による効果]

代表地区について、この効果を樋管断面

図-5.6 樋管拡大による被害額低減率

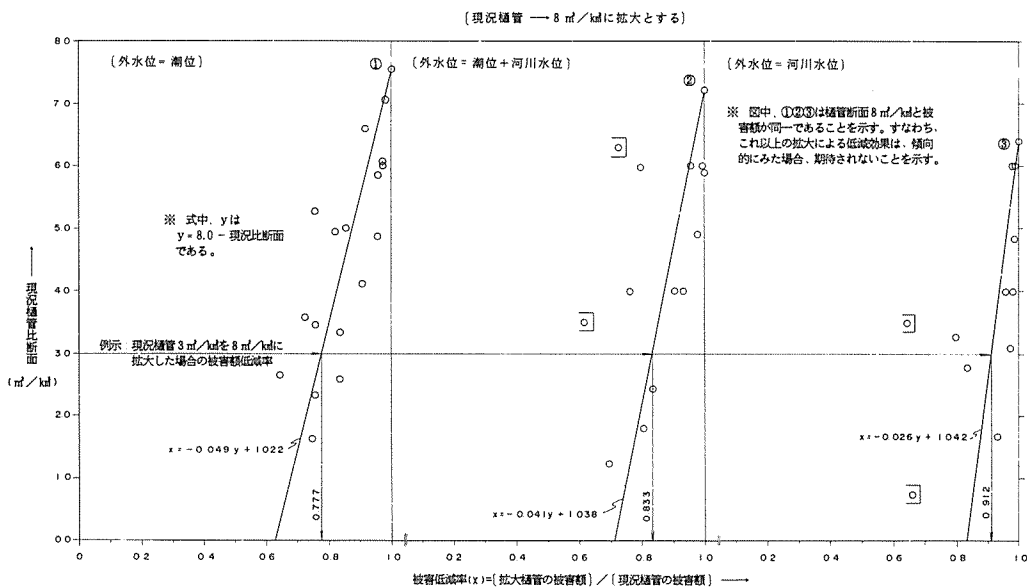


図-5.7 樋管拡大による被害額低減率

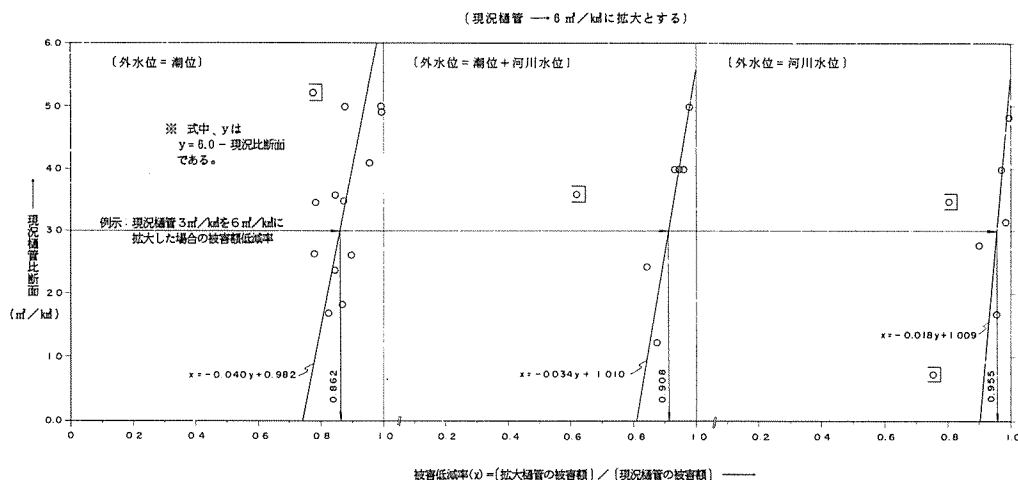
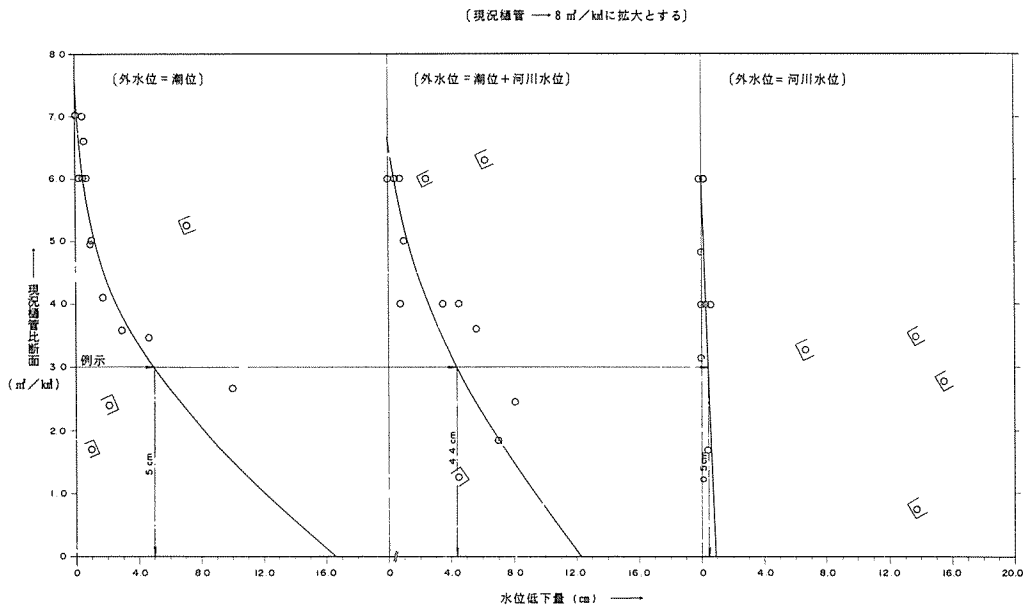


図-5.8 樋管拡大による内水位の低下量



の規模毎に湛水位、湛水時間、被害額の軽減状況でみたものが、図-5.5である。

この図にみるとおり、排水ポンプ(想定)の規模によって各諸元の軽減傾向に若干の差異はあるが、一般的な計画樋管の規模5～8 m<sup>2</sup>/km<sup>2</sup>と同程度規模の6～8 m<sup>2</sup>/km<sup>2</sup>程度が上限となり、これ以上の拡大による被害軽減効果は急減する傾向を示した。またこの傾向は、図-5.6からもうかがえる。

[樋管拡大による被害の低減]

樋管拡大による被害(被害額、内水位)の軽減は、どの程度期待されるか、またその軽減は、潮位を外水位とする地区と河川水位を外水位とする地区とで傾向的な変化があるか、を代表27地区の排水計算結果と被害額計算結果からみたものが、図-5.6～図-5.8である。

これらの図及び表-5.1にみるとおり、被害額の低減率および内水位の低下量のいずれも外水位を、1：潮位とする地区、2：

潮位+河川水位、3：河川水位の順で、樋管拡大の効果が大きいことが明かにされた。

また、図-5.6から、樋管拡大の上限は、潮位の地区では7.5 m<sup>2</sup>/km<sup>2</sup>、潮位+河川水位の地区では6.5 m<sup>2</sup>/km<sup>2</sup>程度となっている。

なお、以上のような樋管拡大効果の傾向は、図-5.9に示すように次のようなことからもうなづけるものである。

(イ) 外水位が波形を有し、内水位が同波形内で継続する地区。

※この場合の効果として、ピーク内水位の低下および湛水時間の短縮が期待される。

(ロ) 外水位が1波形またはH2 > H1の状態ではピーク内水位が発生する地区。

※この場合の効果として、ピーク内水位の低下は殆ど期待されない。また、湛水時間は湛水初期および減水時における短縮がある程度期待される。

表-5.1 外水位種別による樋管拡大の効果

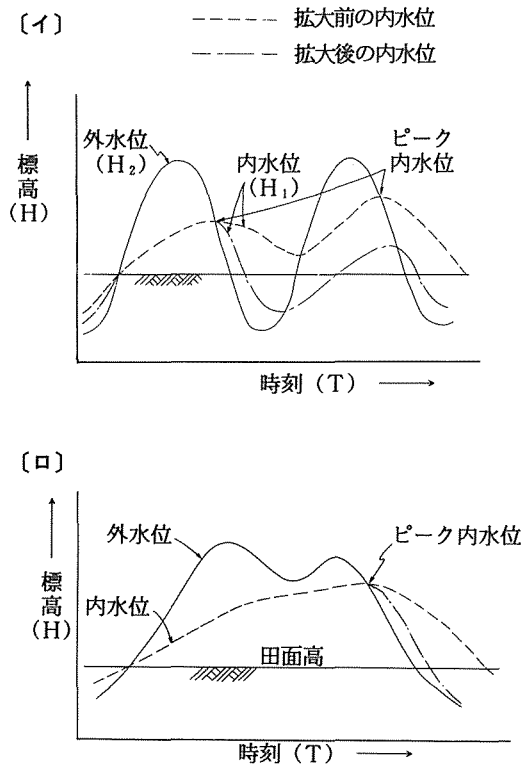
(例示として、現況樋管  $3 \text{ m}^2/\text{km}^2$  の場合を示したものである)

項 目	外水位の種別	潮 位	潮 位 + 河川水位	河川水位
		潮 位	潮 位 + 河川水位	河川水位
被 害 の 低 減 率	現況断面 $3 \text{ m}^2/\text{km}^2$ を $8 \text{ m}^2/\text{km}^2$ に拡大した場合	0.777	0.833	0.912
	現況断面 $3 \text{ m}^2/\text{km}^2$ を $6 \text{ m}^2/\text{km}^2$ に拡大した場合	0.862	0.908	0.955
内水位の低下量 (cm)	現況断面 $3 \text{ m}^2/\text{km}^2$ を $8 \text{ m}^2/\text{km}^2$ に拡大した場合	5.0	4.4	0.5

註1：被害の低減率 = [拡大樋管で被害額] / [現況断面での被害額]

註2：内水位の低下量 = [現況樋管での内水位] / [拡大樋管での内水位]

図-5.9 樋管拡大による効果



## 5.2 遊水機能の評価

遊水施設として

- ・現況：クリーク、排水路、堤内(田面)貯留等
- ・将来：人工遊水地(調整池)、その他計画による幹線排水路等

が挙げられ、これらの施設の遊水機能についての紹介は省き、ここでは、現況地形における堤内貯留の遊水機能について述べる。堤内貯留(湛水許容)の遊水機能、すなわ

ち遊水の効果は、排水施設規模、施設費の軽減ということに換言される。

この意味での遊水機能の評価として、

- ・遊水の価値：現況の遊水量(湛水量)

排水施設費に換算した場合、どの程度に相当しているか。

を各内水地区毎に調査し、今後遊水地機能を保持すべき地区、埋立等による遊水機能の低下規制に結びつく評価指標として“浸水区域内および遊水機能を有する箇所において埋立により宅地1戸分(埋立深さ：1m、面積：330 $\text{m}^2$ 、図-5.10参照)を開発した場合、それに伴う遊水能力の低下は排水対策費にどうはねかえるか。”

すなわち、埋立による湛水位の上昇を埋立前の水位に保持するために必要な排水対策費はどの程度になるかを概算し、指標として示した。

[モデル地区での検討]

区画整理事業に伴い、平地部65haの約40%に相当する26haの低地が埋立の対象となっている地区をモデル地区として、現況地形および計画地形での排水計算を実施し、埋立による遊水量の低下量および湛水位の

図-5.10 埋立に伴う湛水位の変化

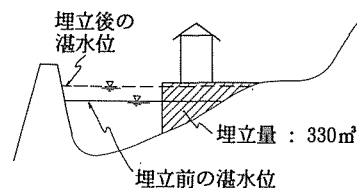


図-5.9(1) 現況地形と埋立後地形の湛水位～湛水面積，湛水容量曲線

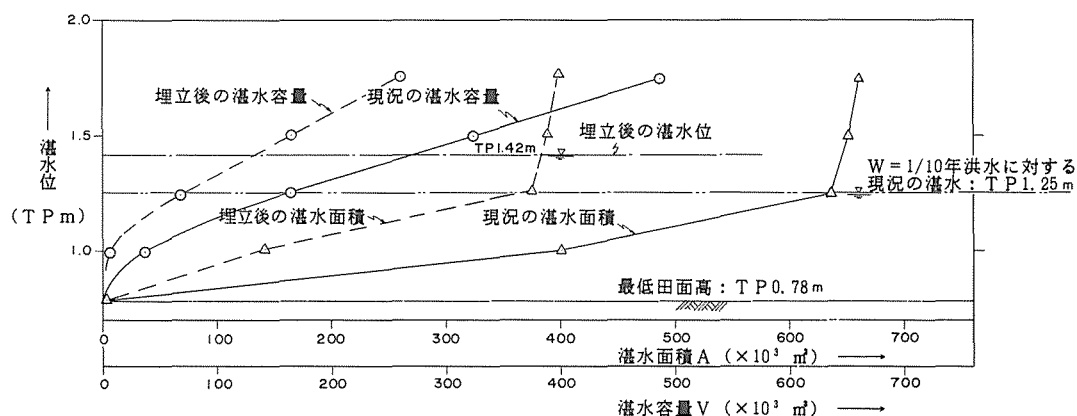


図-5.9(2) 内水位・外水位の時刻変化

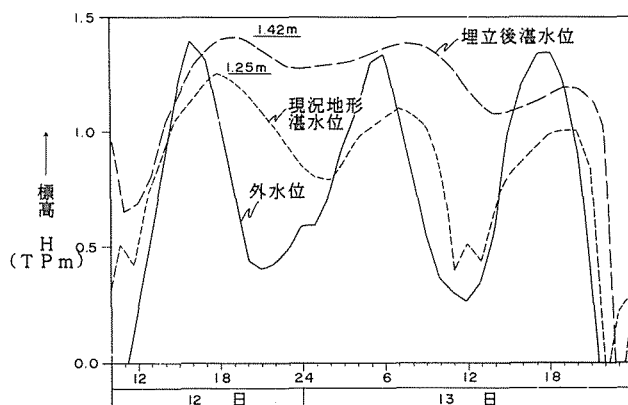
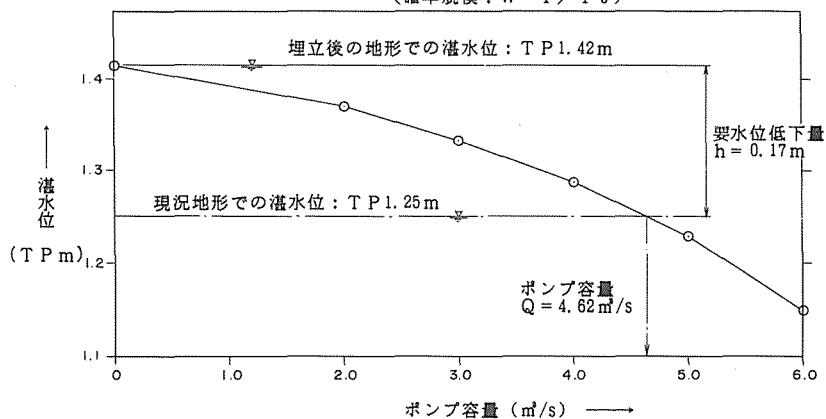


図-5.9(3) ポンプ規模と最高湛水位の関係図〔埋立後の地形〕

(確率規模:  $W = 1 / 10$ )



上昇ならびに現況水位保持のための要排水施設規模，排水費用等の検討を行った結果は表-5.2，図-5.10および以下のとおりである。

表-5.2の④，⑤から単位当り埋立量(330 $\text{m}^3$ )に対する増排水費用は，  
 $462,000 \text{ 千円} / 95,400 \text{ m}^3 \times 330 \text{ m}^3 \approx 1,600 \text{ 千円} / 330 \text{ m}^3$ と試算される。なお，この費用の



表-5.2 埋立による内水諸条件の変化

項 目	①現況地形	②埋立後の 計画地形	変 化 量 ③=②-①	備 考
遊 水 量 ( $10^3\text{m}^3$ )	162.9	67.5	④-95.4	W=1/10年洪水による現況水位 T P 1.25m での V
湛 水 位 (TPm)	1.25	1.42	17cm	
必要施設規模 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	—	—	4.62	現況水位を保持するための必要施設規模… (ポンプで代表)
上記の施設費 (百万円)	—	—	⑤462	1 億円/ $\text{m}^3/\text{s}$ で概算

表-5.3 地域区分毎の遊水能力の評価

地 域 区 分	田面高までの排水量および費用 (施設：ポンプ排水で代表)			埋立による増排水費用	
	排 水 量 V ( $10^3\text{m}^3$ )	必要ポンプ規模 Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	左欄の概算事業費 (百万円)	1 $\text{m}^2$ 当りの排水量 (百万円/ $10^3\text{m}^2$ )	宅地化 1 戸当り (千円)
神 崎 ・ 鳥 栖	14,669.0	389.4	38,940	2.7	891
佐賀江川以北	3,059.0	252.0	25,200	8.2	2,706
佐賀江川以南	4,270.0	50.0	5,000	1.2	396
本 庄 江 川	894.0	42.5	4,250	4.8	1,584
嘉瀬川周辺	2,916.0	86.6	8,660	3.0	990
牛 津 川	5,541.0	179.7	17,970	3.2	1,056
六角川上流	3,161.5	177.3	17,730	5.6	1,848
六角川下流	7,820.0	316.0	31,600	4.0	1,320
白石・鹿島	6,362.5	260.6	26,060	4.1	1,353
唐 津	176.0	11.8	1,180	6.7	2,210
伊 万 里	1,830.0	64.8	6,480	3.4	1,122
計	50,799.0	1,830.7	183,070	3.6	1,188

増加は直接事業費のみを対象としたものであり、施設の維持管理費等のランニングコストを考慮する場合、さらにこの費用は増大するものである。

[内水地区毎の評価]

湛水量（遊水量）および必要施設規模は、同一規模の流域であっても、各ブロックの地形ならびに外水位等の条件で大きく異なる。すなわち、各内水地区毎の遊水の価値評価は、遊水量（湛水量）を排除するために必要な施設費の高低で評価される。この意味で遊水の価値を評価する指標として、前述同様330 $\text{m}^3$ 当りの埋立量に対応する対

策増費用（ポンプ排水で代表）を各ブロック毎に概算し、表-5.3に示した。なお、単位当り埋立に対する対策増費用は、内水地区毎のポンプ規模と湛水位、湛水容量関係図から、必要施設規模および排水量を求め、

[単位当り埋立量に対する対策増費用]

$$= (\text{必要施設の事業費}) / (\text{必要排水量}) \times 330\text{m}^3$$

で概算したものである。

表-5.3にみるとおり、区分地域毎の単位当り遊水量の低下による排水対策の増は、90～270万円/330 $\text{m}^3$ と概算される。また、

これは近似的には同単位量当りの流出量による排水対策費の増とみることができる。

これらを指標とし、宅地等埋立による乱開発の防止ならびに流出増を招く開発事業の適切な誘導をはかることの効果は大きなものであると考える。

## 6. 排水施設設備計画検討

各内水地区の排水施設計画は、排水系統ならびに上・下流問題、現実的な施設の組み合わせと配置計画ならびに排水効果、経済性と適正組み合わせ施設規模の配分、将来における施設増設の対応性等の総合的な比較検討を要するものであるが、ここでは佐賀低平地域における排水施設のマクロ的な必要施設規模と事業費ならびに、これからみる排水対策の計画目標と整備水準を把握する目的で、各内水地区毎に、(樋管+ポンプ)排水を代表施設として、検討を行った。

### 6.1 自然排水断面(樋管)の整備効果と限界

樋管拡大の排水効果は、前述のとおり、

- ・効果的な拡大規模……平均的なものとして  $6 \sim 8 \text{ m}^3/\text{m}^2$  が概ね上限となる。
- ・外水位の種別による効果
- …… 1 : 外水位を潮位とする地区、
- …… 2 : 潮位+河川水位の地区、
- …… 3 : 河川水位の地区

の順で拡大効果が大きいことがわかった。

ここでは、排水対策としての樋管拡大の排水効果と、その限度について以下の検討

表-6.1 樋管拡大相当ポンプ規模と概算事業費

地 域 区 分	樋 管 拡 大 相 当 ポ ン プ	
	規模( $\text{m}^3/\text{s}$ )	事業費(百万円)
神 埼 ・ 鳥 栖	65.4	6,540
嘉 瀬 川 周 辺	6.83	683
牛 津 川	8.91	891
六 角 川 上 流	16.46	1,646
六 角 川 下 流	30.57	3,057
白 石 ・ 鹿 島	59.99	5,999
唐 津	1.8	180
伊 万 里	1.07	107
計 (佐賀周辺を除く)	189.23	18,923

を行った。

樋管拡大による被害軽減額に相当するポンプ規模を図-6.1に示す方法で各ブロック毎に概算した結果は、表-6.1に集計するとおりであり、低平地域(佐賀周辺を除く)全域における樋管拡大( $8 \text{ m}^3/\text{km}^2$ )の効果は、ポンプ規模で概ね  $189 \text{ m}^3/\text{s}$  と評価される。ちなみに、樋管拡大効果に相当する排水ポンプの概算事業費と樋管拡大の概算事業費を比較すれば、

- ・樋管拡大……………122億円
- ・拡大効果相当ポンプ……………189億円

となり、樋管拡大( $8 \text{ m}^3/\text{km}^2$ が上限、これ以上の拡大による被害軽減効果は殆ど望めない。)の効果は大きい、汎用農地化を目標とする場合の低平地全域における必要ポンプ規模は、樋管拡大後においても、さらに  $1,441 \text{ m}^3/\text{s}$  と試算されており、当低平地において、自然排水のみによる湛水被害の解

図-6.1 樋管拡大による被害軽減

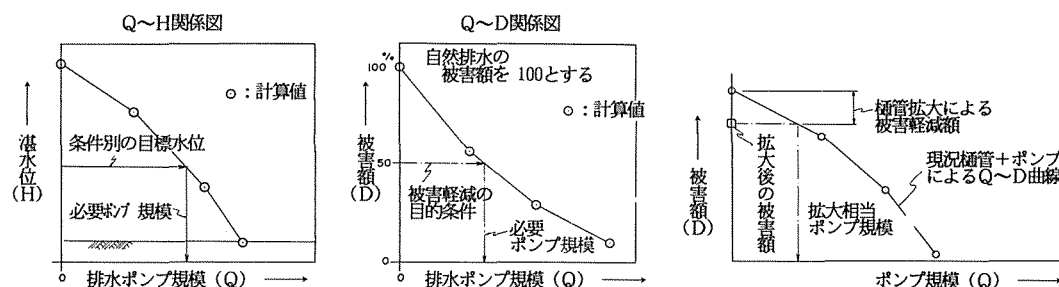
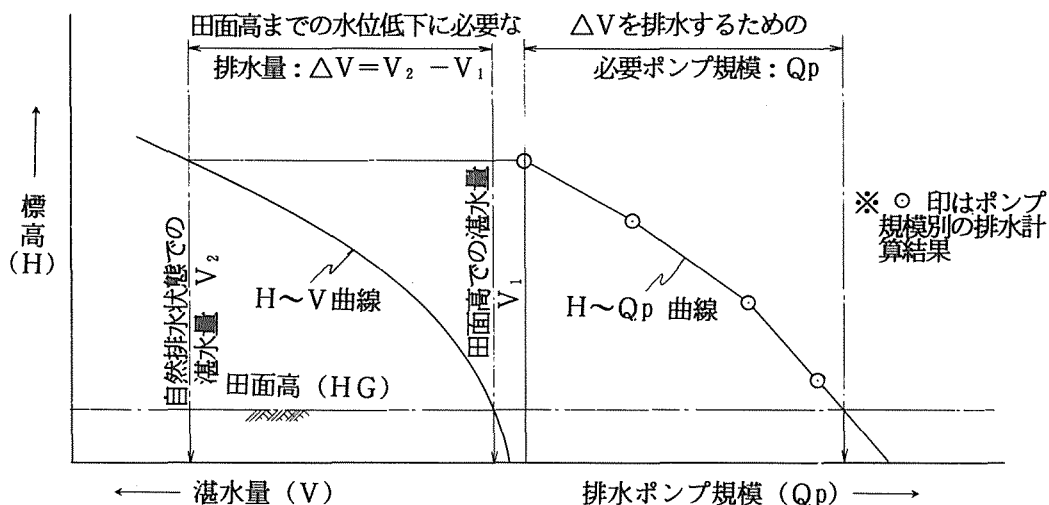


図-6.2 ポンプ規模と湛水位、湛水容量関係図



消は不可能であり、その他の施設（ポンプ、遊水池、放水路等）による対策が不可欠であることを物語っている。すなわち、樋管拡大の効果は拡大前の必要ポンプ規模、 $Q=1,441+189=1,630\text{m}^3/\text{s}$ を約12%軽減し、 $1,441\text{m}^3/\text{s}$ としたにすぎないものである。

## 6.2 湛水許容条件別必要ポンプ規模

排水計画の目標低下水位ならびに許容条件は、排水計画の目的および水害の対象物によって異なる。当該地域における各内水地区毎の具体的な目標水位および許容条件は、各内水地区の浸水状況、土地利用ならびに事業費等を総合的に考慮し、設定しようとするものである。よってここでは許容条件を一体化することは保留し、上記目的にそぐう、すなわち、排水目標水準、排水計画の有り方等を総合的に評価しうる条件として、計画目的および事業主体によって許容条件の目安とされている一般的な条件を参考に、許容条件を以下のように設定し、各条件別の必要事業量（施設規模：排水ポンプで代表）を把握するものとした。（図-6.2参照）

[湛水許容および排水目標条件の設定]

湛水許容条件として、農林省および建設

省の通例を基準に、以下のように設定した。なお、上記の条件は地形条件を主とした条件であるが、発生被害額の一定被害額の一定率軽減を排水目標とする2条件を参考として設定した。

※農林省の汎用農地化事業から

①地区内の全農地90%程度を無湛水とする。

※農林省の土地改良事業から

②全農地面積の5%の面積に相当する高さを基準面として、その基準面から+0.3mの高さ（湛水深）以上の湛水時間が24時間以内であること。

※建設省の通例から

③最低田面高+1.0m以下の湛水位かつ最低田面高での湛水時間が24時間以内であること。

④全農地面積の15%の面積に相当する高さを基準面とし、基準面+0.5m以下の湛水位とする。

なお、②の許容条件は水位だけでは評価されないで、②の条件より厳しくなるが、湛水位のみで評価できるように次の条件を新たに加えた。

⑤全農地の5%の基準面+0.3m以下の湛水位とする。

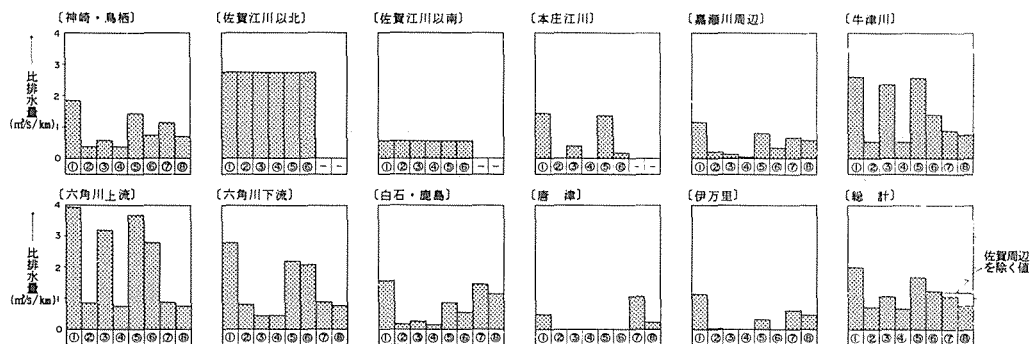
表-6.2 地域区分毎の排水目標条件別必要ポンプ規模

Q : ポンプ排水量:  $\text{m}^3/\text{s}$ q : 比排水量:  $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 

地域区分	現況ポンプ		排水目標条件別必要ポンプ規模(全体規模)															
	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	①		②		③		④		⑤		⑥		⑦		⑧	
			Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	q ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )
神崎・鳥栖	118.8	0.80	279.3	1.87	56.1	0.38	84.3	0.57	58.0	0.39	213.4	1.43	110.95	0.74	169.70	1.14	100.80	0.68
佐賀江川以北	72.0	0.79	252.0	2.76	252.0	2.76	252.0	2.76	252.0	2.76	252.0	2.76	252.0	2.76	—	—	—	—
佐賀江川以南	61.0	0.88	40.0	0.57	40.0	0.57	40.0	0.57	40.0	0.57	40.0	0.57	40.0	0.57	—	—	—	—
本庄江川	17.0	0.58	42.5	1.46	0	0	11.0	0.38	0	0	39.0	1.34	5.0	0.17	—	—	—	—
嘉瀬川周辺	29.0	0.74	44.7	1.14	8.0	0.20	4.6	0.11	1.2	0.03	31.1	0.79	12.2	0.31	25.40	0.65	22.30	0.57
牛津川	80.1	1.32	157.6	2.60	31.1	0.51	143.2	2.36	31.0	0.51	155.3	2.56	85.15	1.40	53.60	0.88	45.00	0.74
六角川上流	0.8	0.02	200.8	3.93	42.6	0.84	162.6	3.19	36.8	0.72	187.8	3.68	141.65	2.78	45.00	0.88	37.90	0.74
六角川下流	52.0	0.65	225.0	2.79	64.4	0.80	34.5	0.43	36.2	0.45	177.7	2.20	169.00	2.10	70.80	0.88	59.60	0.74
白石・鹿島	125.0	1.22	160.5	1.56	14.9	0.15	24.2	0.24	13.3	0.13	86.8	0.84	54.3	0.53	148.00	1.44	115.10	1.12
唐津	3.4	0.22	7.4	0.47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16.80	1.07	3.50	0.22
伊万里	12.1	0.44	31.2	1.13	0.8	0.03	0	0	0	0	8.9	0.32	0	0	16.50	0.60	12.30	0.45
計	571.2	0.80	1,441.0	2.01	509.9	0.71	756.4	1.06	468.5	0.65	1,192.0	1.66	870.3	1.22	(546.40)	(1.04)	(396.50)	(0.75)

註2: ( ) 書は佐賀市周辺地区を除く数値を示す。

図-6.3 地域区分毎の排水目標条件別ポンプ規模(比排水量)



⑥最低家屋敷高以下の湛水位とする。

※被害額の一定軽減を目標とする条件

⑦洪水規模 $W = 1/10$ 年の自然排水の被害額を100とした場合、この50%(50%防御)軽減を目標とする。

⑧同上の条件で頻度を考慮し、年平均被害額の50%軽減を目標とする。

[湛水許容条件別の施設規模]

(1) 施設規模の概算

各許容条件別の事業量の把握は、施設として排水ポンプで代表し、各条件別に次の関係図から概略値を推定した。

(2) 排水目標条件別の必要施設規模

排水目標条件別の必要ポンプ規模および

今後における増設、新設ポンプの必要規模(事業量)は、表-6.2、図-6.3に示すとおりである。

低平地域全域でみる今後の必要事業量は、最も条件の厳しい汎用農地化を目標(①の条件:全農地の90%を無湛水とする)とする場合、

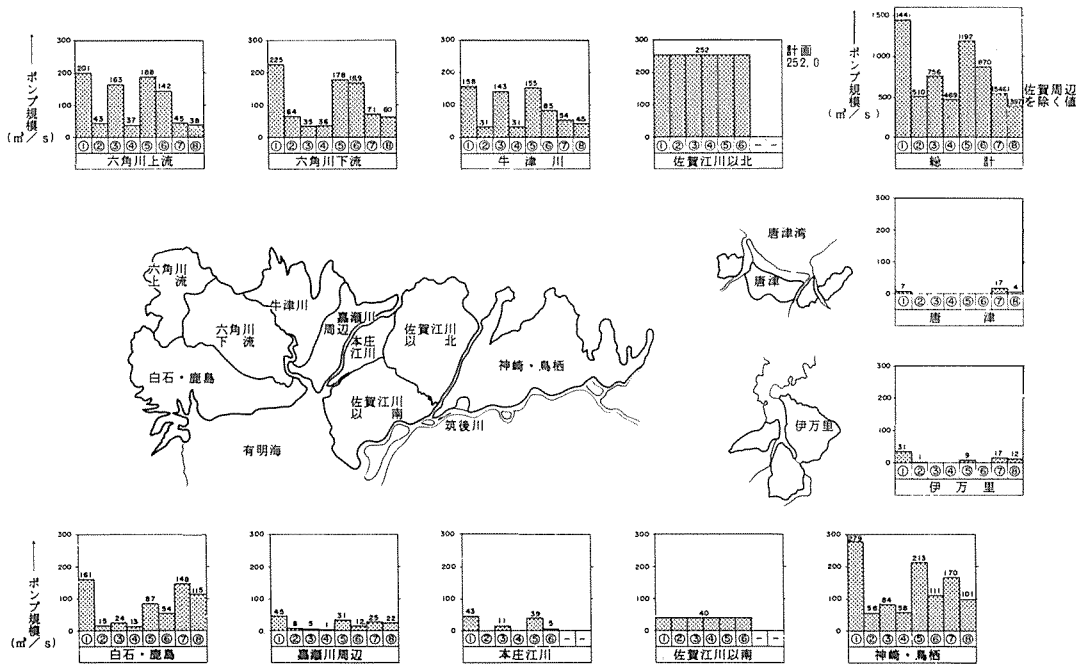
$$1,441\text{m}^3/\text{s} - 571\text{m}^3/\text{s} (\text{現況}) = 870\text{m}^3/\text{s} \\ (\text{増. 新設})$$

また、家屋の浸水を防御(最低家屋敷高以下の湛水位とする)場合、

$$870\text{m}^3/\text{s} - 571\text{m}^3/\text{s} (\text{現況}) = 299\text{m}^3/\text{s}$$

と概算され、その事業量は多大なものとなる。

図-6.4 地域区分毎の排水目標条件別必要ポンプ規模



また、排水ポンプの現実的な実施規模は、一般的に比排水量が概ね $1.0\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 程度といわれている。この意味で、区分地域毎に排水目標条件別の必要規模をみた場合（図-6.4参照）、以下のとおりであり、六角川水系地区と佐賀江川以北地区では、際立った厳しさを示しており、現実的な排水目標と対策手法の検討をつめる必要がある。（注：佐賀江川以北については $W=1/50$ で計画をたて実施している。）

#### (イ)：①の条件による必要施設規模

佐賀江川以南地区および嘉瀬川地区、唐津地区、伊万里地区では概ね $1.0\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 以下の比排水量を示しており、現実的な規模の範囲内にあるとみれるが、その他地区では $1.5\sim 3.9\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ と非常に大きな比排水量を示しており、この条件が非常に厳しい条件であることを物語っている。

特に、六角川上流地区( $3.93\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )、六角川下流地区( $2.79\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )牛津川地区( $2.60\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )の六角川水系地区

と佐賀江川以北地区( $2.76\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ )では、この厳しさが際立っている。

#### (ロ)：②の条件による必要施設規模

いずれの地域においても、必要施設規模の比排水量は $1.0\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 以下となっており、現実的な規模の範囲内にあるといえる。

#### (ハ)：⑥の条件による必要施設規模

上記(イ)と同様、六角川水系地区と佐賀江川以北地区の厳しさが際立っているが、その他の地区はいずれも $1.0\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 以下であり、現実的な規模の範囲内にあるといえる。

## 7. おわりに

今回の検討は、排水に関する現況の把握・分析と湛水許容条件概略必要ポンプ規模の算定を試みた。これらはモデル降雨を超過確率 $W=1/10$ （昭和47年7月洪水）としていることや、流水は充分集まる等仮定条件のもとでの必要ポンプ規模であり、結果をそのまま充分な規模、あるいは実施に

むすびつけることはできないが、大まかな目安、内水地区間の比較としては評価できるものと思われる。さらに、樋管拡大による自然排水増大効果、埋立による遊水機能の低下等の排水に関する基本的考え方として充分活用できるものと考えられる。

これからの課題として佐賀平野等を通れる低平地河川における流出抑制方法、潮位差が生じその干満差も大きいことを利用した排水ポンプと調節池の併設等最適な施設計画の在り方、干陸化の進む有明海、軟弱地盤で沈下が進むなかでも効果を充分発揮できるような良質な治水施設の設計・施工、治水施設の維持管理の強化および在り方等についても今一度考え直してみる必要があるだろう。

さらに現在の財政、治水整備水準状況を考えた場合、治水施設の整備を急ぐことはもちろんであるが、農業用排水路、クリーク等も含めた現有施設間の調整・有効利用についても再検討してみる必要があるように思われる。

(原稿受理 1991年11月25日)